

슬래브-기둥 접합부의 편칭강도 및 횡변위 성능에 관한 반복 횡하중 실험

Cyclic Lateral Load Test on the Punching Shear Strength and the Lateral Displacement Capacity of Slab-Column Connections

최 정 욱*
Choi, Jung-Wook

송 진 규**
Song, Jin-Gyu

김 준 희***
Kim, Jun-Hee

Abstract

In the flat-plate slab design of the KCI and ACI building code, the punching shear strength of connections with shear reinforcement can increase one and half times to that of connections without shear reinforcement. And the ACI-ASCE committee 352 recommendations propose limiting the direct shear ratio V_g/V_c on interior connections to 0.4 to insure adequate drift capacity. In this study, four interior column-slab connections were tested to look into the punching shear strength and the lateral displacement capacity of the flat-plate slab with and without shear reinforcement under cyclic lateral loading. Based on the test results, it is found that the provision about punching shear strength in the codes may appropriate for the gravity loading only whereas it is unconservative for the lateral loading and that the limit of ACI-ASCE committee 352 appears conservative.

요 지

평하중 및 지진하중등 횡하중이 작용하는 무량판 슬래브는 전단파괴와 같은 취성파괴를 지연시키기 위해 서 충분한 전단강도와 연성능력을 보유하여야 한다. 본 연구에서는 반복 횡하중을 받는 무량판 슬래브의 전 단강도와 변형성능을 고찰하기 위하여, 무보강 및 전단 보강된 총 4개의 내부기둥-슬래브 접합부를 실험하였 다. 실험결과, 전단보강 슬래브의 이방향 전단강도는 무보강 슬래브보다 최대 1.5배까지 증가시켜 적용하는 콘크리트구조설계기준(KCI)과 ACI 318-02 기준은 중력하중만이 작용하는 경우에는 적절하나 조합하중 특 히 횡하중의 영향이 클 경우에는 매우 불안전측 이었다. 한편, 변형성능 측면에서 슬래브-기둥 접합부의 1.5% 횡변위 성능을 확보하기 위하여 이방향 전단강도에 대한 중력하중비를 40%이하로 제한한 ACI-ASCE 352 위원회의 권고는 안전측인 것으로 나타났다.

Keywords : Flat plate, Slab-column connection, Punching shear strength, Lateral drift capacity, Shear reinforcement

핵심 용어 : 무량판 구조, 슬래브-기둥 접합부, 전단강도, 횡변위 성능, 전단보강

* 정희원, 한국콘크리트학회 연구원

** 정희원, 전남대학교 건축학부 부교수, 교신저자

*** 정희원, 전남대학교 건축학과 대학원 박사과정

E-mail : jgsong@chonnam.ac.kr 062-530-1640

•본 논문에 대한 토의를 2007년 8월 31일까지 학회로 보내 주시면 2007년 11월호에 토론결과를 게재하겠습니다.

1. 서론

무량판 구조(flat-plate structures)에서 슬래브-기둥 접합부의 설계는 슬래브와 기둥사이에 전달되는 모멘트(transfer moment)에 의해 종종 결정된다. 바람 또는 지진 등의 횡하중으로 인해 주로 발생하는 슬래브와 기둥사이의 모멘트 전달은 접합부의 취성파괴를 야기할 수 있고, 이러한 취성파괴는 건물 전체에 아주 심각한 손상을 준다.

슬래브-기둥 접합부의 취성파괴를 지연시키고 연성을 증진시키기 위한 가장 일반적인 방법은 전단 보강재로 접합부를 보강하는 것이다. 스티럽(stirrup), 전단 스티드(shear stud) 등을 이용한 보강 기술이 접합부의 하중지지 능력과 변형성능을 증가시킨다는 것은 기존 문헌⁽²⁾⁽³⁾을 통하여 입증되었다.

콘크리트구조설계기준(KCI)⁽¹⁾ 및 ACI 318-02 기준⁽⁴⁾에 의하면 전단 보강된 접합부의 최대 전단성능은 무보강 접합부 전단강도($0.33\sqrt{f_{ck}}$ MPa)의 최대 1.5배까지 증가시킬 수 있다. 그러나 이것은 중력하중 실험에 기초하여 산정한 것으로 횡하중에 대한 고려가 제대로 반영되어 있지 않다. 수직 전단력과 불균형 모멘트가 동시에 작용하는 슬래브-기둥 접합부의 전단성능은 전단과 모멘트의 상호작용에 의해 결정되므로 보강 접합부의 전단강도는 횡하중에 대한 보강재의 효과가 적절하게 반영되어야 할 것이다.

한편, Sozen⁽⁵⁾은 지진하중을 받는 슬래브-기둥 접합부는 1.5% 이상의 횡변위 능력을 확보해야한다고 보고하였다. 그리고 Moehle⁽⁶⁾는 기존 실험결과를 분석하여 1.5% 이상의 횡변위 성능을 확보하기 위해서는 이방향 공칭전단강도에 대한 중력하중의 크기(V_g/V_c)를 40%이하로 제한해야 한다고 주장하였고 ACI-ASCE 352 위원회⁽⁷⁾에서는 이 값을 설계 권고안으로 채택하였다. 반면 슬래브-기둥 접합부의 1.5% 횡변위비 성능 확보를 위하여 Robertson과 Durrani⁽⁸⁾는 중력하중비의 35% 제한을 주장하고 있다.

본 연구의 주 목적은 ① 콘크리트구조설계기준(KCI) 및 ACI 318-02 기준에서 보강 접합부의 최대 전단강도에 관한 기준이 슬래브-기둥 접합부의 횡하중 거동에 기초하여 적합한 것인지를 판단하고 ② 무량판 구조에

서 중력하중의 크기가 접합부의 횡변위 능력에 미치는 영향을 검토하기 위한 것이다. 이를 위하여, 무보강 실험체와 스티럽, 전단 스티드, 그리고 전단 밴드로 보강한 실험체를 반복 횡하중에 대하여 실험하고 접합부의 최대 전단강도와 횡변위 성능을 중심으로 분석하였다.

2. 실험

본 실험에서는 하나의 무보강 실험체(RC1)와 세 개의 전단 보강 실험체(SR1-스티럽, SR2-전단 스티드, SR3-전단 밴드)를 제작하여 실험하였다.

2.1 실험체 설계

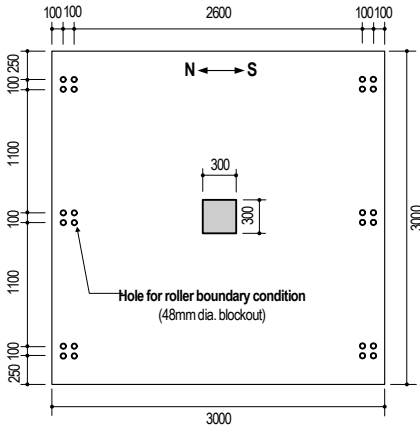
실험체의 모델은 무량판 구조로 시공한 다층 주거용 건물로, 두께 135mm, 기둥크기 300mm×300mm, 경간 3000mm 인 축소 실험체이다.(Fig. 1)

실험체의 슬래브 설계는 콘크리트구조설계기준 및 ACI 318-02 기준에서 제시하는 직접설계법을 이용하였다. 이때, 사용 고정하중은 6.5 kN/m², 활하중은 3.0 kN/m²으로 가정하였고 콘크리트의 압축강도와 철근의 항복강도는 각각 35MPa, 400MPa으로 가정하였다. 실험 수행 직전에 얻은 콘크리트와 휨철근 및 전단 보강재의 재료적 성질은 Table 1과 같다.

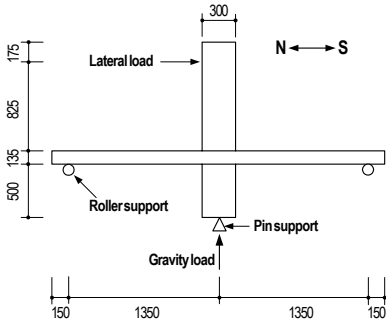
Fig. 2는 슬래브 상부 및 하부 철근의 배근을 나타낸 것이다. 슬래브 상·하부 모두 각각 16개의 D13 철근을 이용하여 배근하였고 상부 철근은 주열대에 집중 배치하고 하부 철근은 슬래브 폭 전체에 분산 배치하였다. 이중 2개의 하부철근은 ACI 318-02 기준의 연속 철근(integrity steel) 규정에 기초하여 기둥을 관통하도록 배근하였다. 상부 및 하부 철근의 피복 두께는 15mm이다. 기둥은 8개의 D29 주근과 10개의 D13 후프근으로 보강하여 기둥의 휨성능이 슬래브의 휨성능보다 크도록 보강하였다.

2.2 전단보강 설계

본 실험에서 사용한 전단 보강재는 고전적인 보강 방법인 스티럽(SR1), 현재 가장 일반적으로 사용되는



(a) 평면

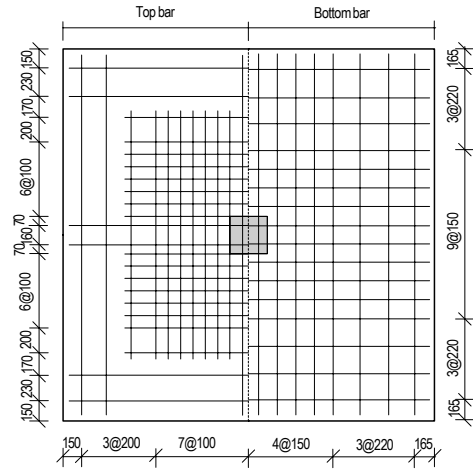


(b) 입면

(단위:mm)

Fig. 1 실험체

전단 스테르드(SR2), 그리고 새로운 전단 보강 기술인 전단 밴드(SR3)이다. 전단 보강 설계의 기준은 각 접합부의 동일한 위치의 전단 보강 단면에서 전단성능이



(단위:mm)

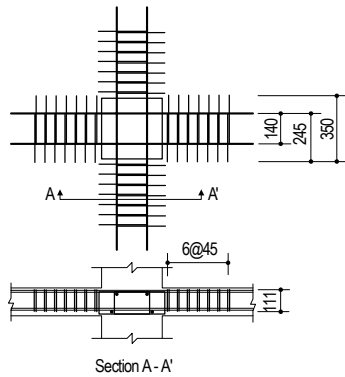
Fig. 2 슬래브 배근도

동일하도록 하였고 전단 보강 이후, 기둥면에서부터 $d/2$ 떨어진 위험단면에서의 전단성능이 무보강 접합부의 성능에 비해 1.5배 이상이 되도록 하였다. 보강 간격 및 범위는 콘크리트구조설계기준 및 ACI 318-02 기준을 준용하였다. 단, 전단 밴드에 관한 설계기준은 아직 마련되지 않았으므로 K. Pilakoutas와 X. li⁽⁹⁾의 연구 결과에 기초하여 전단 간격 및 범위를 산정하였다.

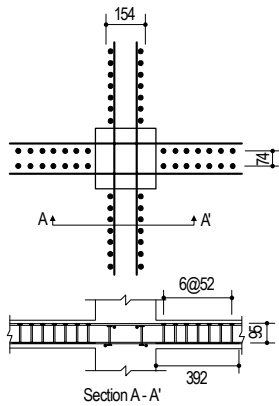
전단 보강방법의 상제는 Fig. 3과 같다. SR1은 ϕ 6의 원형 철근을 사용하여 폐쇄형 스테르톱을 제작하고 기둥 각 면당 7개의 스테르톱을 45mm 간격으로 배치하였다. SR2는 7개의 ϕ 10 스테르드 볼트를 철판 레일에 52mm 간격으로 용접하여 스테르드 레일을 제작하였고 이를 기둥 각 면당 2열로 배치하였다.

Table 1 실험체 특성

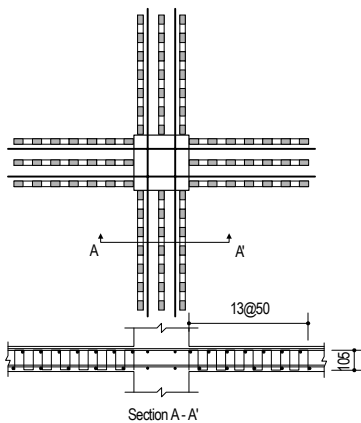
실험체	콘크리트 압축강도	철근의 항복강도		기둥크기 c_1, c_2 (mm)	슬래브크기 l_1, l_2 (mm)	슬래브두께 h (mm)	유효두께 d (mm)	철근비		전단보강 방법
	f_{ck} (MPa)	슬래브철근 f_y (MPa)	전단보강재 f_{yv} (MPa)					상부근	하부근	
								ρ_{top} (%)	ρ_{bot} (%)	
RC1	38.7	449	0	300	3000	135	113.5	1.06	0.79	무보강
SR1	38.7	449	631	300	3000	135	113.5	1.06	0.79	스테르톱
SR2	38.7	449	500	300	3000	135	113.5	1.06	0.79	전단 스테르드
SR3	38.7	449	346	300	3000	135	113.5	1.06	0.79	전단 밴드



(a) 스티럽



(b) 전단 스티럽



(c) 전단 밴드

Fig. 3 전단 보강방법

SR3은 폭 30mm, 두께 3mm인 띠형 철판에 길이 방향으로 일정하게 구멍을 뚫고 보강재의 수직부가 50mm($s < 0.5d$) 간격이 되도록 구부려 제작하고 이것을 기둥 각 면당 3열로 배치하였다.

2.3 실험체 설치 및 가력

실험체 기둥의 하단부는 힌지가 되도록 하였고 수직 하중을 위한 유압잭과 힌지 사이에는 3000kN 수직 하중계를 설치하였다. (Fig. 4와 Photo 1) 기둥을 지지하는 힌지를 강봉(restraining arm)으로 좌·우 베이스 플레이트에 연결하여 기둥 하부 힌지부의 수평방향 이동을 구속하였다. 기둥 상부는 500kN 용량의 액추에이터를 연결하여 남·북 방향으로 반복 횡하중을 가력 하였다.

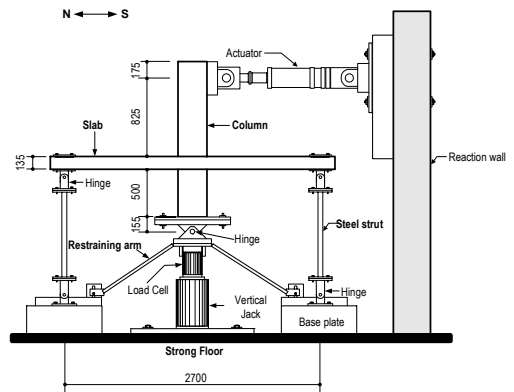


Fig. 4 실험체 입면도



Photo 1 실험체 설치

슬래브 단부에는 남·북 양방향에 각각 3개씩의 수직 링크를 설치하였고 수직 링크의 양단을 핀 접합하여 슬래브 단부의 수직방향 이동은 구속하고 수평방향 이동 및 회전은 자유롭도록 하였다. 그리고 동·서 방향의 슬래브 단부는 가이드 레일을 설치하여, 횡하중 실험 과정에서 실험체에 비틀림이 발생하지 않도록 하였다.

실험체의 강도 및 변위성능에 관한 응답을 계측하기 위하여 2개의 하중계와 6개의 변위계를 설치하였다. 각 실험체에 20개의 스트레인 게이지를 상·하부 철근에 부착하고 10여개의 게이지를 전단 보강재에 부착하여, 휨철근과 보강재의 변형을 계측하였다.

실험에서의 하중은 ① 중력하중 재하 과정과 ② 횡하중 재하 과정으로 구분된다. 중력하중은 기둥 하부에 설치된 유압잭을 이용하여 치올림 변위로 재하하였다. 이때, 수직 하중은 그 크기가 접합부 이방향 전단강도 $V_c (= 0.33\sqrt{f_{ck}b_0d})$ 의 40%가 될 때까지 단조 가력(monotonic loading) 하였다. 수직하중이 목표치에 도달하면, 모든 계측 장치를 초기화하였다.

횡하중은 기둥 상부에 연결된 액츄에이터를 이용하여 하중 작용점의 변위량에 따른 변위제어방식으로 반복 가력(cyclic loading) 하였다. 이때, 반복 이력은 Fig. 5와 같이 ① 4% 횡변위비까지 3회씩 점증 가력하고 ② 그 후 1회씩 점증 가력하였으며 ③ 실험은 내력이 각 실험체 최대 내력의 약 60% 이하로 떨어졌을 때 종료하였다. 반복 횡하중 실험이 진행되는 동안, 접합부에 작용하는 중력하중비가 일정하도록 치올림 변위를 조절하였다. 반복 횡하중이 증가할수록 슬

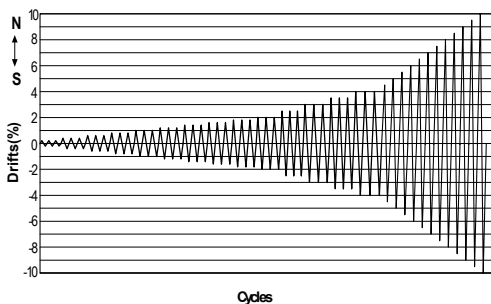


Fig. 5 하중이력

래브의 강성은 감소되고, 이로 인해 슬래브 단부의 처짐은 증가한다. 만약, 치올림 변위 하중을 조절하지 않으면, 반복 횡하중의 크기가 증가할수록 슬래브에 작용하는 중력하중의 일부가 중앙 기둥으로 이동하지 않고 수직 링크를 통하여 전달될 것이다. 결국, 기둥으로 전달되는 중력하중의 크기가 감소되어 기둥에 인접한 슬래브의 손상을 정확하게 반영할 수 없다.

3. 실험결과 및 분석

3.1 하중-변위 곡선

Fig. 6은 각 실험체의 횡하중과 횡변위비를 나타낸 것이다. 각 실험체 응답의 일반적인 특성은 1% 횡변위비까지 유사하였고, 실험체의 강성은 횡변위의 증가와 함께 점진적으로 감소하였다. 무보강 실험체인 RC1은 1.4% 횡변위비에서 최대강도 50.23kN에 도달하였고, 횡변위비 1.8% 접합부 강도 38kN에서 급작스런 편칭파괴가 발생하였다. 편칭 이후에 접합부의 횡하중 강도는 최대강도의 약 20%로 감소하였다.

스터럽으로 보강한 실험체 SR1은 2.6% 횡변위비에서 극한강도를 나타내고, 강도는 횡변위 증가와 함께 점진적으로 감소되어 4.1% 횡변위비까지 40kN 이상의 강도를 유지하였다.

전단 스테드와 밴드를 이용한 실험체 SR2와 SR3 또한 RC1과 달리 극한 강도 이후 횡변위비 증가와 함께 취성적인 편칭 현상은 발생하지 않았다. 최대 횡하중 강도는 각각 2.3% 횡변위비에서 50.4kN 그리고 2.7% 횡변위비에서 61.4kN으로 나타났다. SR2는 4.5% 횡변위비까지, SR3는 8% 횡변위비까지 40kN 이상의 강도를 유지하였다. 전단 보강재를 이용한 실험체의 연성거동은 무보강 실험체 RC1의 취성파괴와 확연히 비교되었다.

3.2 균열 전파 및 철근의 변형

실험체의 균열은 중력하중 가력 이후, 그리고 각각의 횡변위비 반복사이클이 끝나는 시점마다 조사하였다.

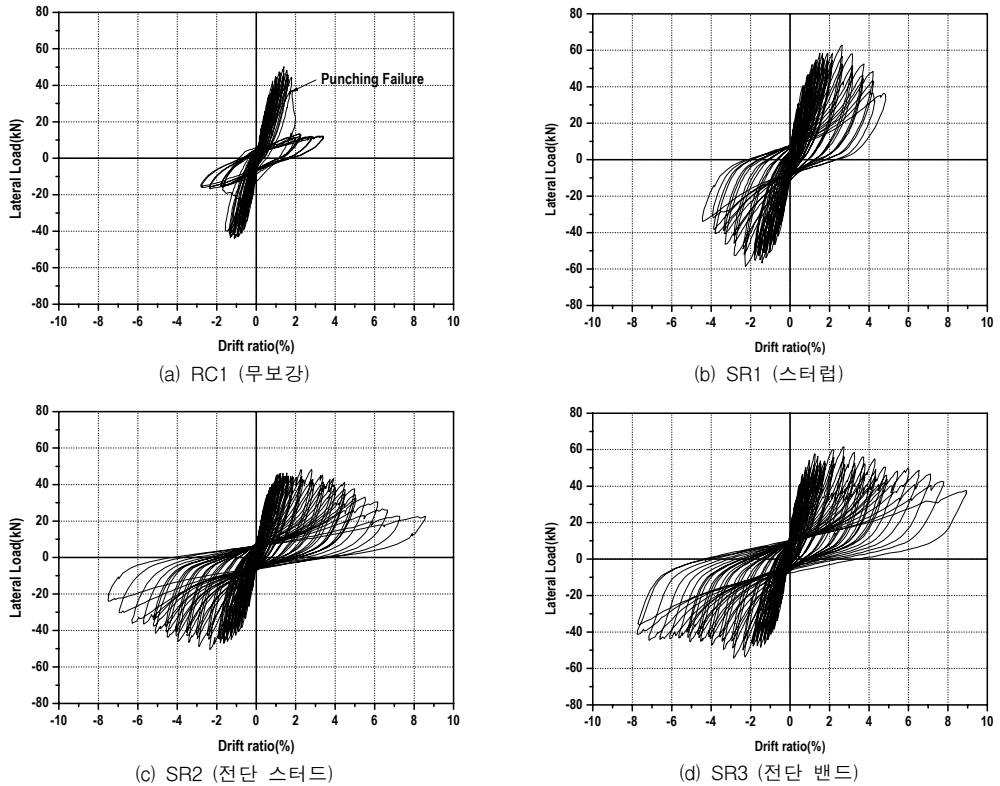


Fig. 6 실험체의 횡변위-횡하중 응답

각 실험체의 균열은 중력하중 가력 과정에서부터 발생하였고 약 1.8% 횡변위비 하중까지의 균열 양상은 매우 유사하였다.

RC1 실험체는 1.8% 횡변위비에서 취성적인 편칭 파괴가 발생하였고 슬래브 상부에서, 편칭 전단면은 기둥면으로부터 약 300mm~550mm(약 2.5d~5.0d) 떨어진 위치에 형성되었다. 보강 실험체인 SR1, SR2, 그리고 SR3의 균열 전과는 1.8% 횡변위비 이후에도 계속 진행되었고, 최종단계에서 보강 실험체의 균열손상은 무보강 실험체 RC1에 비해 매우 크게 나타났다.

균열의 전과 양상과 유사하게, 무보강 실험체 RC1은 접합부에 편칭파괴가 발생할 때까지 항복에 도달한 철근이 없었다. 반면, 전단 보강 실험체는 2.5% 횡변위비에서 위험단면 ($c+d$)내의 철근들이 항복하기 시작하여, 횡변위 증가와 함께 철근의 항복은 횡하중의

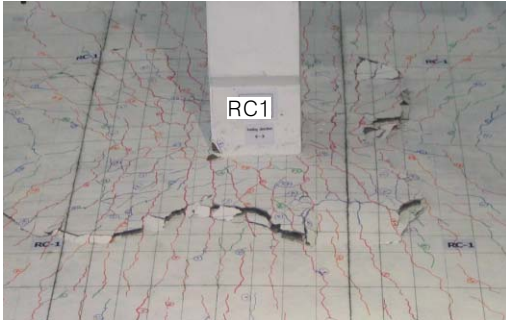
직각 방향으로 점진적으로 전과되었다. Photo 2는 무보강 실험체 RC1과 전단 밴드로 보강한 SR3 실험체의 가력 종료 후 파괴 양상을 나타낸 것이다.

3.3 접합부 전단성능에 관한 고찰

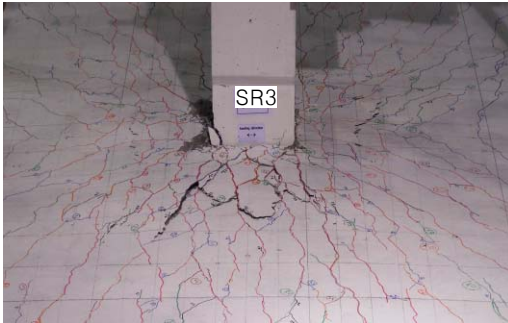
콘크리트구조설계기준(KCI) 및 ACI 318-02 기준에서의 편심 전단응력 모델은 다음과 같다.

$$v_u = \frac{V_u}{b_o d} \pm \frac{\gamma_v M_u c}{J_c} \quad (1)$$

여기서, V_u 는 수직 전단력, b_o 는 기둥으로부터 $d/2$ 떨어진 위치에서의 위험단면 둘레길이, $\gamma_v M_u$ 는 편심전단에 의해 전달되는 불균형 모멘트, c/J 는 위험단면의 성능이다.



(a) 무보강 실험체



(b) 전단 밴드 실험체

Photo 2 균열모양

그리고 전단 보강 유무에 따른 이방향 슬래브의 전단 내력은 각각 Eqs. (2)와 (3)으로 규정하고 있다.

(전단 보강되어 있지 않을 때)

$$v_n = v_c \leq 0.33\sqrt{f_{ck}} \quad (2)$$

(전단 보강되어 있을 때)

$$v_n = v_c + v_s \leq 0.5\sqrt{f_{ck}} \quad (3)$$

이때, v_c 는 콘크리트가 부담하는 전단강도(Eqs.(2):

$v_c \leq 0.33\sqrt{f_{ck}}$; Eqs.(3): $v_c \leq 0.17\sqrt{f_{ck}}$)이고 v_s 는 전단 보강재가 부담하는 전단강도(Eqs.(3): $v_s = A_v f_{yv} / b_o s$)이다. 설계기준에 따르면, 접합부의 전단강도는 전단 보강근을 갖지 않는 경우 $v_n = 0.33\sqrt{f_{ck}}$ 이고 접합부를 전단 보강할 경우 최대 전단강도는 $v_n = 1.5(0.33\sqrt{f_{ck}})$ 으로, 전단 보강한 슬래브의 전단성능은 무보강 슬래브보다 최대 1.5배 까지 증가한 값을 사용할 수 있다.

Table 2는 실험결과를 정리한 것으로 P 는 정방향과 부방향에서의 최대 횡하중이고, DR 은 그때의 횡변위비를 나타낸다. 여기서 횡변위비는 기둥 상하부 횡변위의 차이를 기둥 길이에 해당하는 1490mm로 나누는 값이다. 그리고 V_g/V_c 는 뚫림 전단강도에 대한 직접전단력의 비율로서, V_g 는 중력하중 값이고 V_c 는 설계기준⁽¹⁾⁽⁴⁾에서 규정하는 슬래브의 이방향 전단강도 ($0.33\sqrt{f_{ck}} b_o d$)이다.

연성비(μ)는 Pan과 Moehle 연구⁽⁶⁾에 기초하여 항복시의 횡변위비(D_y)에 대한 최대 내력에서의 횡변위비(D_u)로 정의하였다. 실험 결과에서 보강 실험체의 연성비는 무보강 실험체보다 약 1.7배~2.7배 큰 것으로 나타났고 특히 전단 스티드 및 전단 밴드로 보강한 실험체는 매우 연성적으로 거동하였다. $v_u/v_{u(RC1)}$ 은 무보강 실험체 RC1의 전단내력에 대한 전단 보강 실험체의 저항내력을 나타낸 것으로, 여기서 v_u 는 Eqs. (1)을 이용하여 구하였다.

본 실험에서의 전단보강은 기둥면에서부터 $d/2$ 떨어진 위험단면에서의 전단성능이 무보강 접합부의 성능에 비해 1.5배 이상이 되도록 설계하였다. 그러나 실험결과는 Eqs.(3)을 이용한 전단강도 계산 값과 많

Table 2 실험결과

Specimen	Shear reinforcement	V_g/V_c	μ (D_u/D_y)	North dir. loading		South dir. loading		v_u Eqs.(1)	v_{ACI} Eqs.(2) or Eqs.(3)	$v_u/v_{u(RC1)}$	v_u/v_{ACI}
				P(kN)	DR(%)	P(kN)	DR(%)				
RC1	No	0.43	1.40	50.23	1.41	-44.17	-1.11	1.93	2.07	1.00	0.93
SR1	Stirrup	0.43	2.44	62.81	2.64	-58.73	-2.26	2.30	3.11	1.19	0.74
SR2	Shear stud	0.43	3.70	48.28	2.79	-50.40	-2.34	2.03	3.11	1.05	0.65
SR3	Shear band	0.43	3.75	61.42	2.73	-54.34	-2.87	2.26	3.11	1.17	0.73

은 차이를 보였다. 스티럽을 이용한 SR1과 전단 밴드를 이용한 SR3의 전단 성능은 RC1에 비해 각각 1.19배와 1.17배 정도만 증가하였고, 전단 스티드를 이용한 SR2의 전단 성능은 무보강 실험체 RC1과 거의 동일하였다. 이러한 현상은 본 실험 결과뿐만 아니라 기존 연구 결과에서도 나타났다. Table 3은 본 실험 및 기존 무량판 접합부에 대한 중력하중 및 횡하중 실험을 분석한 것으로, 대상은 내부 접합부 그리고 스티럽과 전단 스티드 보강에 관한 실험으로 한정하였다.

각 실험체들의 내력을 살펴보면 중력하중만 작용하는 경우, 전단 보강 실험체는 무보강 실험체에 비해 최대내력이 1.31배~1.87배로, 평균 1.54배 정도 증가하였다. 반면, 일정한 중력하중을 갖는 접합부의 횡하중 실험에서의 최대 내력은 1.0배~1.34배정도, 평균 1.13배로서 전단 보강으로 인한 성능증진은 중력

하중 실험에 비해 상대적으로 매우 작았다.

접합부 강도 증진에 대한 전단 보강근의 효과는 중력하중과 횡하중에 대하여 각각 다르게 나타났다. 이것은 하중의 특성을 고려하지 않고 동일한 전단강도를 적용하는 콘크리트구조설계기준 및 ACI 318-02 기준과 상반되는 내용이다. 이러한 차이는 슬래브의 이방향 전단에 관한 현행 설계 기준이 중력하중 실험에 기초하였고 이를 횡하중에 동일하게 적용함으로써 발생하는 문제로 판단된다. 결국, 슬래브-기둥 접합부에 전단 보강재를 사용하는 경우, 하중의 특성을 고려하지 않고 전단성능을 최대 1.5배까지 증가시키는 설계 기준은 수정되어야 할 것이다.

3.4 무보강 슬래브의 변형성능

슬래브-기둥 접합부는 전체 구조물의 횡변위를 추종할 수 있는 충분한 변위성능을 확보하여야 한다. 이를 위하여, ACI-ASCE 352 위원회는 무보강 무량판 골조의 접합부가 1.5% 횡변위비 이상의 변위성능을 확보하기 위해서는 중력하중비(V_g/V_c)를 40%이하로 제한해야 한다고 권고하였다.

본 실험에서 RC1의 횡변위 성능은 1.8%이고 이때의 중력하중 크기는 43%(슬래브 자중과 수직방향 치울림 하중의 합)이다. 그러므로 상기 결과는 ACI-ASCE 352 위원회의 중력하중비 40%에 관한 권고가 안전측임을 보여준다. 그러나 슬래브-기둥 접합부의 충분한 횡변위비 성능 확보를 위해 중력하중 크기를 합리적으로 제한하기 위해서는 좀 더 많은 연구가 요구된다. ACI-ASCE 352 위원회⁽⁷⁾의 중력하중비 제한의 기초가 되는 대부분의 실험들은 슬래브 단부의 경계조건에서 중력하중에 대한 실제 슬래브 변형을 제대로 묘사하지 못하여, 횡하중 실험단계에서 중력하중의 크기 효과가 제대로 반영되지 못했기 때문이다.

3.5 횡변위 성능 및 소산능력

Fig. 7은 각 실험체의 포락곡선(hysteresis loop)을 비교한 그림이다. 전단 보강근을 이용한 실험체의

Table 3 중력하중과 횡하중에 대한 실험

Test	Researchers	Specimen	Type of shear reinforcement	v_u (MPa)	$\frac{v_u}{v_{\text{무보강}}}$
Gravitational load test ⁽¹⁰⁾	Narasiham (1971)	L7	no	2.29	-
		L2	Stirrup	3.39	1.48
	Marti et al. (1977)	P2	no	2.28	-
		P3	Stirrup	3.18	1.40
	Chana, Desai (1991)	1	no	2.01	-
		2	Stirrup	2.64	1.31
		3	Stirrup	2.85	1.41
		4	Stirrup	3.26	1.62
	Beutel & Hegger (1998)	P1	no	1.37	-
		P1-I	Stirrup	2.57	1.87
P1-II		Stirrup	2.35	1.72	
Lee et al. (1999)	2F22	no	3.82	-	
	2V22	Stirrup	5.87	1.54	
Later-al load test	Islam & Park ⁽¹¹⁾ (1976)	3c	no	2.11	-
		6cs	Stirrup	2.26	1.07
		7cs	Stirrup	2.41	1.14
		8cs	Stirrup	2.09	0.99
	Elgabry & Ghali ⁽³⁾ (1989)	1	no	2.71	-
		2	Shear stud	3.19	1.18
		3	Shear stud	3.63	1.34
	Robertson et al ⁽²⁾ (2002)	1C	no	1.81	-
		2CS	Stirrup	2.03	1.12
		3SL	Stirrup	2.03	1.13
4HS		Shear stud	2.04	1.13	
This study (2005)	RC1	no	1.93	-	
	SR1	Stirrup	2.30	1.19	
	SR2	Shear stud	2.07	1.00	
	SR3	Shear band	2.26	1.17	

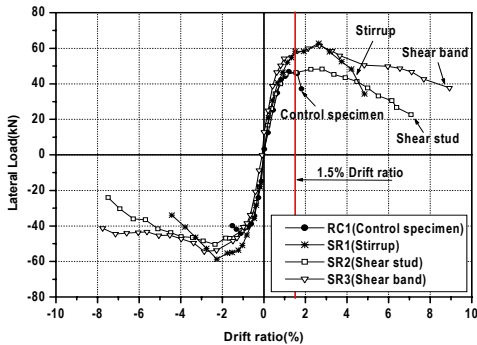


Fig. 7 각 실험체의 포락곡선

변위성능은 무보강 실험체에 비해 크게 증가하였다. 특히 전단밴드를 이용한 SR3는 강도, 변위성능 뿐만 아니라 변위증가에 따른 하중지지 능력이 무보강 실험체는 물론 다른 보강실험체 SR1, SR2에 비해 훨씬 큰 것으로 나타났다. 이것은 SR3가 SR2에 비해 전단 보강재의 정착이 우수하고 SR1에 비해 콘크리트 피복 두께 확보가 유리하기 때문인 것으로 판단된다. 그러나 SR1, SR2, 그리고 SR3 실험체의 횡변위 성능은 성능수준에 따라 Bertero⁽¹²⁾가 제안한 층간변위비중 인명안전단계에서의 층간변위비 1.5%를 크게 상회하는 것으로, 일반적인 중력하중 크기를 갖는 무량판 구조인 경우 횡력저항요소로도 설계가 가능할 것으로 사료된다.

Fig. 8은 각 실험체의 에너지 소산능력을 나타낸 것이다. 실험 초기에는 거의 비슷한 소산능력을 보였으나 사이클이 증가할수록 무보강 실험체에 비하여 보강 실험체들의 에너지 소산능력이 상대적으로 매우 크게 나타났다. 그리고 각 보강 실험체의 소산능력은 큰 차이를 보이지 않았다.

4. 결론

전단보강 접합부의 최대 전단강도와 무보강 접합부의 횡변위 성능을 고찰하기 위해 4개의 슬래브-기둥 접합부를 반복 횡하중에 대하여 실험하였고 이에 결론은 다음과 같다.

1) 콘크리트구조설계기준(KCI) 및 ACI 318-02 기

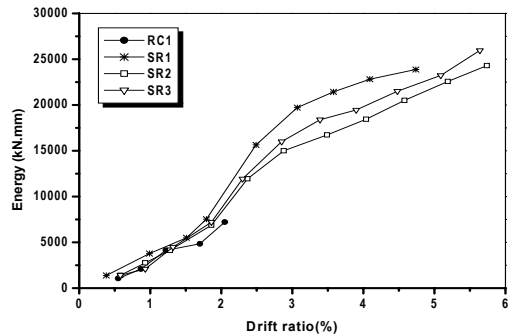


Fig. 8 누적에너지 소산면적

준은 전단 보강되어있는 무량판 슬래브의 전단강도를 무보강 슬래브보다 최대 1.5배까지 증가한 값을 적용하고 있다. 그러나 본 연구 결과, 상기 설계기준은 중력하중에서는 적절하나 횡하중에 대하여는 매우 불안전측이었다. 결국 슬래브-기둥 접합부를 전단 보강하는 경우, 전단 보강재로 인한 접합부의 강도 증진효과를 중력 및 횡하중에 따라 구분하여 설계기준에 반영하여야 한다.

- 2) 전단보강 되어있는 슬래브-기둥 접합부는 인명안전 성능수준에 따른 층간변위비를 크게 상회하므로 횡력 저항 시스템으로의 설계가 가능할 것으로 판단되며 이에 대한 좀 더 심도있는 연구가 필요하리라 사료된다.
- 3) 슬래브-기둥 접합부의 새로운 보강재인 전단 밴드는 정착 및 피복두께 확보가 유리하여 전단 및 횡변위 성능에 있어 매우 우수하였다.

감사의 글

본 논문은 교육인적자원부 지방연구중심대학육성사업(바이오하우징연구사업단)의 지원에 의하여 연구되었으며 이에 깊은 감사를 드립니다.

참고문헌

1. 한국콘크리트학회, 대한건축학회, "콘크리트구조설계 기준", 1999.
2. Robertson, I.N., Tadashi Kawai, James Lee,

-
- and Brian Enomoto, "Cyclic Testing of Slab-Column Connections with Shear Reinforcement", ACI Structural Journal, V. 99, No. 5, 2002, pp. 605-613.
3. Elgabry, A.A. and Amin Ghali, "Tests on Concrete Slab-Column Connections with Stud-Shear Reinforcement Subjected to Shear-Moment Transfer", ACI Structural Journal, V. 84, No. 5, 1989, pp. 433-442.
 4. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete(318-02) and Commentary (318R-02)", American Concrete Institute, Framington Hills, MI, 2002.
 5. Sozen, M.A., "Review of Earthquake Response of Reinforced Concrete Building with a View to Drift Control", State of the Art in Earthquake Engineering. 7th World Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, 1980, pp. 119-174.
 6. Pan, A.D. and Moehle, J.P. "Lateral Displacement Ductility of Reinforced Concrete Flat Plates", ACI Structural Journal, V. 86, No. 3, 1989, pp. 250-258.
 7. ACI-ASCE Committee 352, "Recommendation for Design of Slab-Column Connections in Monolithic Reinforced Concrete Structures(ACI 352.1R-89)", ACI Structural Journal, V. 85, No. 6, 1988, pp. 675-696.
 8. Robertson, I.N. and Durrani, A.J. "Gravity Load Effect on Seismic Behavior of Interior Slab-Column Connections", ACI Structural Journal, V. 89, No. 5, 1992, pp. 37-45.
 9. Pilakoutas, K. and Li, X. "Alternative Shear Reinforcement for Reinforced Concrete Flat Slabs", Journal of Structural Engineering, V. 129, No. 9, 2003, pp. 1164-1172.
 10. The CEB/fib Task Group, "Punching of structural concrete slabs", The international Federation for Structural Concrete(fib), 2001.
 11. Islam, S., and Park, R. "Tests on Slab-Column Connections with Shear and Unbalanced Flexure", Journal of the Structural Division, V. 102, No. ST3, 1976, pp. 549-568.
 12. Baul D. Bertero, V.V. Bertero, "Performance-based seismic engineering : the need for a reliable conceptual comprehensive approach," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2002, pp. 627-650.

(접수일자 : 2006년 8월 2일)